

機械式定着による最上階 L 形柱 RC 梁 S 接合部および
柱 SRC 梁 S 接合部の終局耐力に関する設計条件
DESIGN CRITERIA ON ULTIMATE STRENGTH OF L-SHAPED
STEEL BEAM-RC COLUMN JOINT AND STEEL BEAM-SRC COLUMN JOINT
USING MECHANICAL ANCHORAGES

益尾 潔*, 田川 浩之**, 市岡 有香子***, 足立 将人***
Kiyoshi MASUO, Hiroyuki TAGAWA, Yukako ICHIOKA
and Masato ADACHI

In recent years, composite joints consisting of Steel-Beam and RC-Column or Steel-Beam and SRC-Column are applied to large-scaled moment-resisting frame structures. However, the adequacy of anchorage detail of column reinforcement is not clear due to the lack of experimental data. Also, in accordance with the increase of reinforcement size, mechanical anchorage is more often applied to RC and SRC beam-column joints. In this study, based on experimental data on 9 specimens of L-shaped joint consisting of Steel-Beam and RC-Column or Steel-Beam and SRC-Column utilizing mechanical anchorage, design criteria on ultimate strength of such composite beam-column joints and anchorage length of column reinforcement are discussed.

Keywords : Mechanical Anchorage, L-Shaped Joint, Steel Beam-RC Column Joint, Steel Beam-SRC Column Joint, Ultimate Strength

機械式定着, L 形接合部, 柱 RC 梁 S 接合部, 柱 SRC 梁 S 接合部, 終局耐力

1. はじめに

近年, RC 柱と鉄骨 (S) 梁からなる混合構造の柱 RC 梁 S 接合部¹⁾は, 大規模な純ラーメン骨組に適用されている。また, 現場施工上の理由から, 建て方用程度の鉄骨 (S) 柱を内蔵した柱 SRC 梁 S 接合部も用いられている。しかし, 柱主筋が定着される最上階柱梁接合部, 特に L 形接合部の実験が不足しているので, 柱主筋の定着方法が不明確である。一方, 鉄筋の太径化に伴い, 柱, 梁主筋の機械式定着が普及しつつあり, 機械式定着による RC 造および SRC 造柱梁接合部について実験的な研究成果^{2)~6)}が得られている。

本論文では, 上記の研究成果を踏まえ, 機械式定着による最上階 L 形柱 RC 梁 S 接合部および柱 SRC 梁 S 接合部の終局耐力に関する設計条件を実験的に検討することとした。

2. 実験計画

2.1 柱 RC 梁 S 接合部の実験因子および試験体

柱 RC 梁 S 接合部の実験計画を表 1(a), 試験体の形状寸法および配筋を図 1 に示す。実験因子は, 接合部補強形式(せん断補強筋形式, ふさぎ板形式), 梁鉄骨断面 (BH-420×160×9×16:SS400, BH-355×150×9×16:SN490), 定着部拘束筋の鋼種 (SD295A, KSS785) であり, 試験体数は 4 体である。この場合, 柱主筋定着長さ ℓ_{ac} は 24.6db と 21.2db となる。db は柱主筋直径を示す。柱主筋の定着金物はねじ節

表 1 実験計画

(a) 柱 RC 梁 S 接合部

試験体	接合部		梁 鉄骨断面 (mm)	定着部拘束筋	
	補強 形式	配筋		配筋	鋼種
DL1-0-A	せん断 補強筋	2-D6-6組 (SD295A) $p_w=0.20\%$	BH-420×160×9×16 (SS400)	4-D10-1組	SD295A
DL1-0-B				4-S8-1組	KSS785
DL1-H-A				4-D10-1組	SD295A
DL2-H-A	ふさぎ 板	PL-4.5 (SS400) $p_w=2.0\%$	BH-355×150×9×16 (SN490)	4-S8-1組	KSS785

(b) 柱 SRC 梁 S 接合部

試験体	接合部		梁 鉄骨断面 (mm)	定着部拘束筋		柱 鉄骨断面 主軸方向
	補強 形式	配筋		配筋	鋼種	
SL1-S-A	せん断 補強筋	2-D6-6組 (SD295A) $p_w=0.20\%$	BH-420×160×9×16 (SS400)	4-D10-1組	SD295A	強軸
SL1-W-A						弱軸
SL2-S-A		2-D6-5組 (SD295A) $p_w=0.20\%$	BH-355×150×9×16 (SN490)	4-S8-1組	KSS785	強軸
SL2-S-B						弱軸
SL2-W-A				4-D10-1組	SD295A	弱軸

(共通事項) スパン長 $L/2=2040\text{mm}$, 階高 $h/2=1200\text{mm}$

コンクリート目標圧縮強度 $F_c33\text{N/mm}^2$, 柱断面: $450\times450\text{mm}$

柱主筋: 12-D19 ($p_g=1.70\%$, SD390), 帯筋: 2-D10@65 ($p_w=0.49\%$, SD295A)

かんざし筋: XY両方向ともに, 2-D10-2組 ($p_{jv}=0.14\%$, SD295A)

柱鉄骨断面: H-150×150×7×10 (SS400)

(柱主筋定着長さ ℓ_{ac}) DL2-H-A, SL2-S-A, B, SL2-W-A: 403mm (21.2db)

その他: 468mm (24.6db)

【記号】 p_w : 接合部および柱せん断補強筋比, p_{jv} : かんざし筋比, p_g : 柱主筋比

鉄筋 (D19) 用の定着金物とした。

本論文の一部は文献14)で発表したものである。

* 一般社団法人建築構造技術支援機構 代表理事・工博

** 一般財団法人日本建築総合試験所構造部構造試験室
Ph. D.

*** 一般財団法人日本建築総合試験所構造部構造試験室
博士(工学)

Supporting Association for Building Structural Technology, Dr. Eng.
Structural Eng. Dept., General Building Research Corporation, Ph. D.

Structural Eng. Dept., General Building Research Corporation, Ph. D.

各試験体ともに、柱主筋定着破壊型または柱曲げ降伏後の柱主筋定着破壊型を想定して構造諸元を設定した。せん断補強筋形式の場合、加力直交方向の梁鉄骨は柱梁接合部内に貫通させ、梁鉄骨と柱梁接合部との境界に支圧板を配置し、加力方向の梁鉄骨先端部は柱梁接合部せん断補強筋の内側に配置した。

各試験体ともに、梁鉄骨上フランジ面に対する押え効果向上のために、かんざし筋を配置した。かんざし筋量は、 $p_{jv} = \Sigma a_{jv} / (B_c \cdot D_c)$ と定義したかんざし筋比⁵⁾が 0.15%以下となるように決定した。 Σa_{jv} はかんざし筋足部全断面積、 B_c は柱幅、 D_c は柱せいを示す。

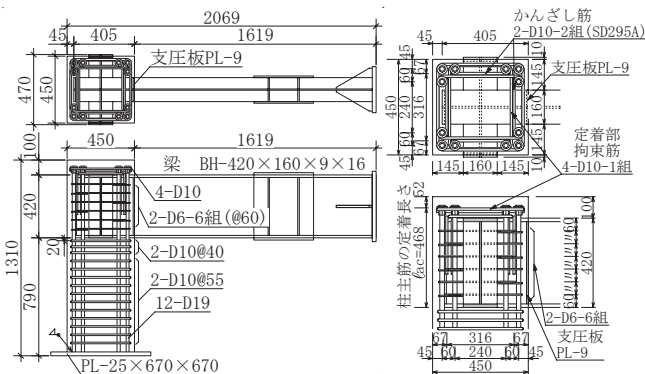
また、梁鉄骨上フランジ面の上部に配置した柱主筋定着部では、RC 造 L 形接合部の実験結果⁶⁾を踏まえ、引張側柱主筋の定着金物に向かって生じる接合部ストラットの水平成分に抵抗させ、柱主筋定着耐力向上を意図した定着部拘束筋を配置した(3.2 節 参照)。本実験では、定着部拘束筋の鋼種を実験因子とした。

ふさぎ板形式の場合、ふさぎ板の厚さ(4.5 mm)は $D_c/100$ とした。 D_c は柱せいを示す。この場合、柱主筋定着耐力はせん断補強筋形式よりも高まると考えられるので、梁鉄骨断面せいを小さくし、柱主筋定着長さ l_{ac} を短くした試験体を計画した。

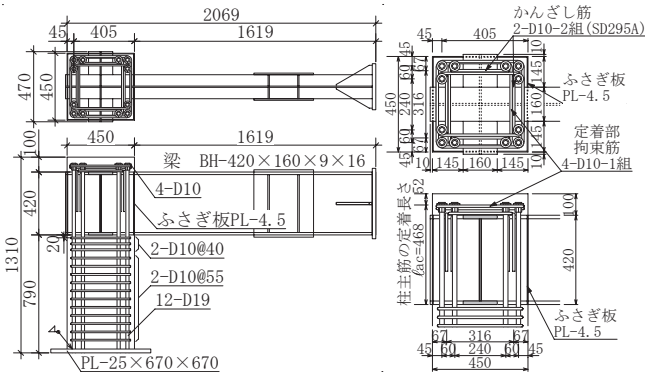
2.2 柱 SRC 梁 S 接合部の実験因子および試験体

柱 SRC 梁 S 接合部の実験計画を表 1(b)、試験体の形状寸法および配筋を図 2 に示す。柱主筋の定着金物は柱 RC 梁 S 接合部試験体と同様、ねじ節鉄筋(D19)用の定着金物とした。

各試験体ともに、せん断補強筋形式とし、柱 RC 梁 S 接合部と同様、加力直交方向の梁鉄骨は柱梁接合部内に貫通させ、梁鉄骨と柱梁接合部との境界に支圧板を配置し、加力方向の梁鉄骨先端部は柱梁接合部せん断補強筋の内側に配置するとともに、定着部拘束筋およびかんざし筋を配置した。実験因子は、梁鉄骨断面(BH-420×160



(a) せん断補強筋形式(DL1-0-A)



(b) ふさぎ板形式(DL1-H-A)

図 1 柱 RC 梁 S 接合部試験体の形状寸法および配筋

×9×16:SS400, BH-355×150×9×16:SN490), 定着部拘束筋の鋼種(SD295A, KSS785), 柱鉄骨断面の主軸方向(強軸, 弱軸)であり, 試験体数は 5 体である。柱 RC 梁 S 接合部と同様, 柱主筋の定着長さ l_{ac} は 24.6 d_b と 21.2 d_b である。また, 柱鉄骨断面はいずれも広幅型 H-150×150×7×9(SS400)であり, それらの強軸および弱軸方向の柱梁鉄骨曲げ耐力比 s_cMA/s_bMA は, SRC 計算規準⁷⁾による下限値(0.4)よりも小さい 0.17~0.18 および 0.06 である。

使用材料の試験結果を表 2 に示す。

表 2 使用材料の試験結果

(a) コンクリート

試験体	σ_B (N/mm ²)	ε_{co} ($\times 10^{-3}$)	E_c (kN/mm ²)	σ_t (N/mm ²)
RSC試験体	34.8	1.87	30.8	2.89
SRSC試験体	34.4	1.97	30.3	3.35

σ_B : 実圧縮強度, ε_{co} : σ_B 時ひずみ

E_c : ヤング係数, σ_t : 割裂強度

(b) 鉄筋

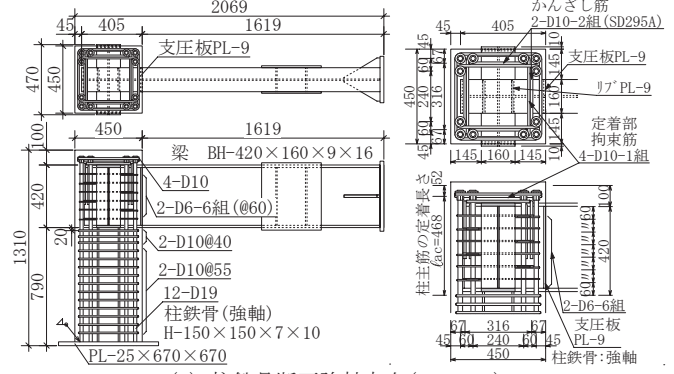
使用部位	呼び名	鋼種	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	伸び (%)
柱主筋	D19	SD390	449	645	21
柱帯筋	D10	SD295	367	553	27
定着部拘束筋	S8	KSS785	1040	1157	12
接合部せん断補強筋	D6	SD295	442	539	23
かんざし筋	D10	SD295	362	511	30

σ_y : 降伏点, σ_u : 引張強度

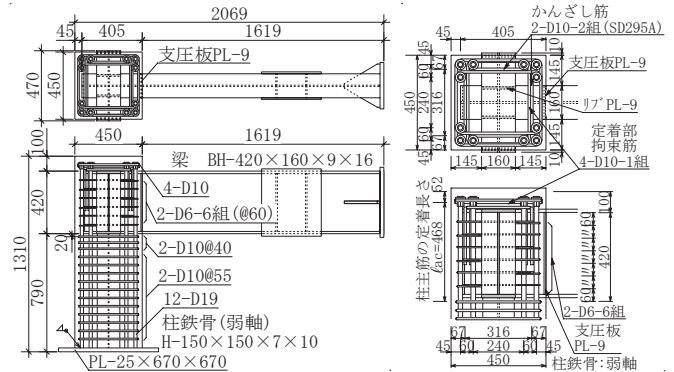
(c) 鋼板

使用部位	板厚	鋼種	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	伸び (%)
梁フランジ	PL-16	SS400	278	442	31
		SN490	368	534	26
梁ウェブ	PL-9	SS400	331	456	30
		SN490	387	540	25
柱フランジ	PL-10		311	454	31
柱ウェブ	PL-7	SS400	334	464	28
ふさぎ板	PL-4.5		281	443	37

σ_y : 降伏点, σ_u : 引張強度



(a) 柱鉄骨断面強軸方向(SL1-S-A)



(b) 柱鉄骨断面弱軸方向(SL1-W-A)

図 2 柱 SRC 梁 S 接合部試験体の形状寸法および配筋

2.3 実験方法

実験は、図3に示すように、梁の反曲点位置に両側ピン付き反力受け治具を取り付けた3ヒンジラーメン架構とし、油圧ジャッキで梁材軸位置に水平力(Q_c)を加えて行った⁵⁾。L形が閉じる方向を正加力、その逆を負加力とした。正加力時には柱、梁に圧縮力が作用し、負加力時には引張力が作用する。載荷履歴は、目標層間変形角 $R=5, 10, 20, 30, 40, 60 \times 10^{-3} \text{rad.}$ での2サイクルずつの正負繰返し載荷およびその後の正加力方向への単調載荷とした。

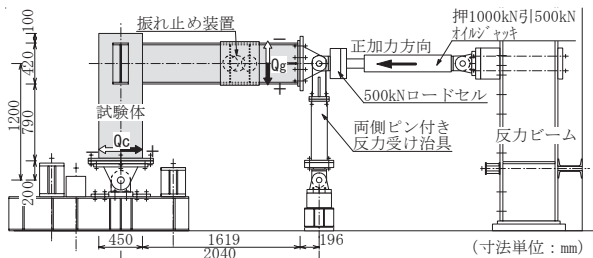


図3 載荷装置

3. 実験結果および考察

3.1 荷重－変形関係および破壊性状

3.1.1 柱RC梁S接合部

せん断補強筋形式およびふさぎ板形式試験体の Q_c-R 関係を図4、 $Q_c/Q_{cu}-R$ 関係正加力時包絡線を図5に示す。 Q_c は柱せん断力、 R は層間変形角、4.1節で後述するように、 Q_{cu} は梁または柱曲げ終局耐力時柱せん断力であり、本実験の試験体では、いずれも柱曲げ終局耐力時柱せん断力で決定した。また、図4中には、主な発生現象および限界層間変形角 R_{80} を併示した。 R_{80} は柱せん断力が最大耐力 Q_{max} の80%に低下した時の層間変形角実験値である。

(1) せん断補強筋形式の場合

せん断補強筋形式試験体DL1-0-A, Bは、 $R=3.5 \sim 6 \times 10^{-3} \text{rad.}$ で接合部せん断ひび割れが発生し、 $R=15 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 近傍で柱主筋が引張降伏した前後で最大耐力 Q_{max} に達した。図5に示すように、両試験体ともに、最大耐力直後に柱主筋定着破壊を起こし、 R_{80} は $22.8 \sim 24.6 \times 10^{-3} \text{rad.}$ となり、定着部拘束筋鋼種の違いによる差異は認められなかった。

(2) ふさぎ板形式の場合

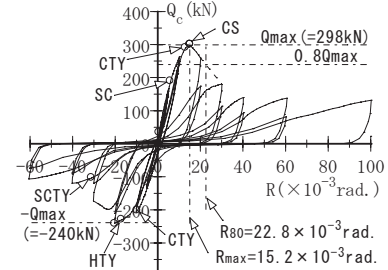
ふさぎ板形式試験体DL1, DL2-H-Aは、柱主筋の引張降伏後も耐力が上昇し、 $R=20 \sim 60 \times 10^{-3} \text{rad.}$ で Q_{max} に達し、 R_{80} は $100 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 以上となった。図5に示すように、両試験体の間では、柱主筋定着長さ ℓ_{ac} の違いによる差異は認められなかった。両試験体ともに、ふさぎ板の拘束効果によって、柱主筋定着破壊および接合部せん断破壊は発生せず、十分な変形性能を有したと言える。

写真1に、せん断補強筋形式およびふさぎ板形式試験体の $R=30 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 時の損傷状況を示す。これによると、ふさぎ板形式試験体DL1-H-Aでは、柱主筋定着金物近傍にひび割れは発生せず、せん断補強筋形式試験体DL1-0-Aでは、定着金物近傍から柱主筋に沿う付着ひび割れが進展した。

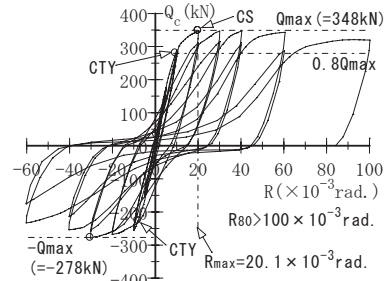
3.1.2 柱SRC梁S接合部

強軸および弱軸試験体の Q_c-R 関係を図6、 $Q_c/Q_{cu}-R$ 関係正加力時包絡線を図7に示す。図7では、柱鉄骨断面の主軸方向の影響を比較するために、弱軸試験体SL1, SL2-W-Aについても、強軸試験体

SC:接合部せん断ひび割れ、CS:梁鉄骨下フランジ直上の柱頭部コンクリートの圧壊
CTY:柱主筋の引張降伏、SCTY:定着部拘束筋の引張降伏、HTY:接合部横補強筋の引張降伏



(a) せん断補強筋形式(DL1-0-A)



(b) ふさぎ板形式(DL1-H-A)

図4 せん断補強筋形式およびふさぎ板形式試験体の Q_c-R 関係

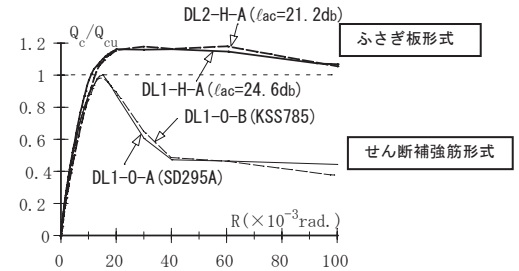
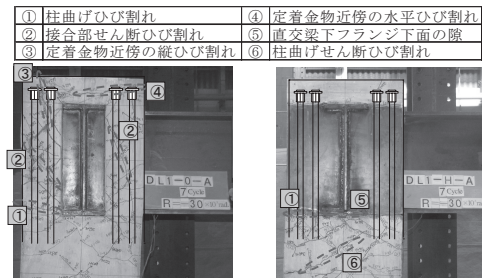


図5 せん断補強筋形式とふさぎ形式試験体の $Q_c/Q_{cu}-R$ 関係正加力時包絡線



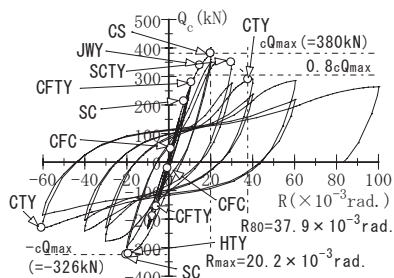
(a) せん断補強筋形式(DL1-0-A) (b) ふさぎ板形式(DL1-H-A)

写真1 せん断補強筋形式およびふさぎ板形式試験体の損傷状況($R=30 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 時)

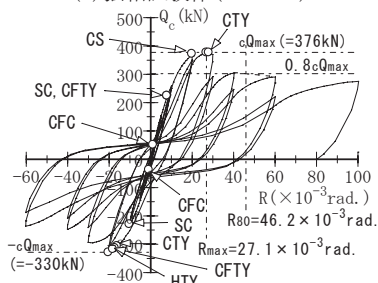
SL1, SL2-S-Aの Q_{cu} で Q_c を無次元化した(表4参照)。柱SRC梁S接合部試験体も、すべて柱曲げ降伏後、柱主筋が定着破壊を起こしたと考えられる。

各試験体ともに、接合部せん断ひび割れは、 $R=5.6 \sim 8.0 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 時に、写真2に示すように、引張側柱主筋近傍①が発生した後、直交梁をまたいで柱主筋圧縮側へ伸びる②、柱主筋圧縮側の③が発生した。次に、柱鉄骨断面の主軸方向に係わらず、柱鉄骨フランジの引張降伏、加力梁下フランジ側コンクリートの圧壊が生じ、 $R=20.1 \sim 30.2 \times 10^{-3} \text{rad.}$ で最大耐力に達した。 R_{80} は $37.9 \sim 46.2 \times 10^{-3} \text{rad.}$ であった。柱主筋の引張降伏は、試験体SL1-S-A, B, SL2-W-Aではほぼ最大耐力時、その他の2試験体では R_{80} を超えてから発生した。

【注】 CFC: 柱頭部曲げひび割れ CS: 梁鉄骨下フランジ直下の 柱頭部コンクリートの圧壊 CTY: 柱主筋の引張降伏 CFTY: 柱鉄骨フランジの引張降伏	【柱梁接合部】 SC: せん断ひび割れ HTY: 接合部帯筋の引張降伏 SCTY: 定着部拘束筋の引張降伏 JWY: 柱梁接合部鉄骨ウェブの引張降伏
--	--

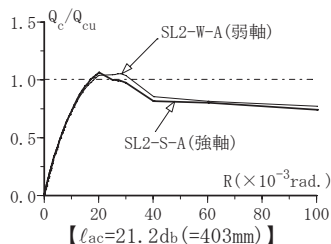


(a) 強軸試験体 (SL2-S-A)

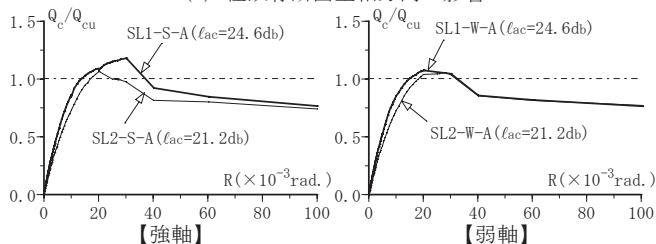


(b) 弱軸試験体 (SL2-W-A)

図 6 強軸および弱軸試験体の Q_c-R 関係 ($\ell_{ac}=21.2db$)



(a) 柱鉄骨断面主軸方向の影響



(b) 柱主筋定着長さの影響

図 7 実験因子ごとの $Q_c/Q_{cu}-R$ 関係正加力時包絡線

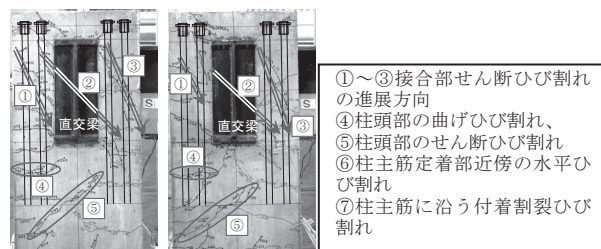
また、定着部拘束筋鋼種を変えた試験体 SL2-S-A, B の最大耐力および変形性能は大差なかった。

以下に、柱鉄骨断面主軸方向および柱主筋定着長の影響について述べる。

(1) 柱鉄骨断面主軸方向の影響

図 6(a), (b) に示すように、強軸試験体の繰返し載荷による履歴ループ面積は弱軸試験体よりも大きく、柱鉄骨断面主軸方向によって差が生じた。また、図 6(a) に示すように、強軸と弱軸試験体の最大耐力および変形性能は同程度であった。写真 2 に示すように、ひび割れ状況には、柱鉄骨断面主軸方向の影響は認められなかった。

各試験体ともに、柱鉄骨断面が小さく、SRC 柱の曲げ終局耐力に対する柱鉄骨の全塑性モーメントの比は、強軸方向の場合 2 割程度、弱軸方向の場合 1 割程度である。上記の点ならびに弱軸柱鉄骨のひ



(a) 強軸 (SL2-S-A) (b) 弱軸 (SL2-W-A)

写真 2 R80 近傍 ($R=40 \times 10^{-3} \text{rad.}$) のひび割れ状況 ($\ell_{ac}=21.2db$)

ずみ硬化の進展が大きいに起因し、弱軸試験体の最大耐力および変形性能は強軸試験体と同程度になったと考えられる。

(2) 柱主筋定着長さの影響

図 7(b) に示すように、強軸試験体 SL1, SL2-S-A では、柱主筋定着長さ $\ell_{ac}=24.6db$ の SL1-S-A の最大耐力は $\ell_{ac}=21.2db$ の SL2-S-A よりも高い。これは、柱鉄骨の存在に伴って柱主筋定着破壊が遅延する効果によると考えられる。ただし、ひび割れ状況には、柱主筋定着長さの影響は認められなかった。

3.2 柱 RC 梁 S 接合部と柱 SRC 梁 S 接合部との比較

柱 RC 梁 S 接合部と柱 SRC 梁 S 接合部試験体の $Q_c/Q_{cu}-R$ 関係包絡線を図 8 に示す。同図中、柱 SRC 梁 S 接合部については、強軸と弱軸試験体の実験結果を併示した。

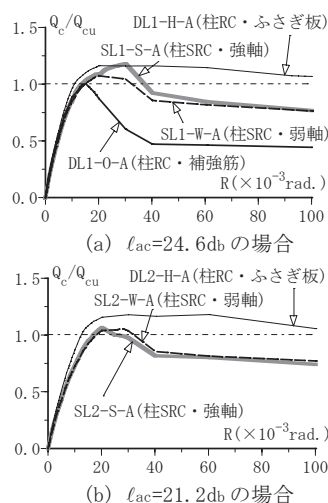


図 8 柱 RC 梁 S 接合部および柱 SRC 梁 S 接合部の $Q_c/Q_{cu}-R$ 関係正加力時包絡線

$\ell_{ac}=24.6db$ の場合、柱 SRC 梁 S 接合部試験体 SL1-S-A の最大耐力および変形性能は、せん断補強筋形式の柱 RC 梁 S 接合部試験体 DL1-O-A に比べて向上し、ふさぎ板形式試験体 DL1-H-A と同程度の最大耐力を有した。 $\ell_{ac}=21.2db$ の柱 SRC 梁 S 接合部試験体 SL2-S-A の最大耐力は、ふさぎ板形式試験体 DL2-H-A よりやや小さい程度であったが、 $R_{80}=46.2 \times 10^{-3} \text{rad.}$ となった。

柱 RC 梁 S 接合部および柱 SRC 梁 S 接合部では、上記の実験結果に基づく、図 9 に示すように、主として引張側柱主筋定着部とそれに隣接する直交梁鉄骨下フランジ間の圧縮ストラットからなる抵抗機構が形成されると考えられる。すなわち、柱 RC 梁 S 接合部試験体では、定着部拘束筋^①が配置されても、圧縮ストラットの水平成分によって柱主筋定着部が外側に押し出され、その結果、柱主筋が早期に定着破壊を起こしたと考えられる。

一方、柱 SRC 梁 S 接合部試験体は、圧縮ストラットの水平成分が柱主筋定着部に作用しても、3.1 節(2)で前述したように、柱鉄骨の存在によって、柱主筋定着破壊の発生時期が遅延し、その結果、最大耐力は柱 RC 梁 S 接合部よりも向上し、 $R_{80} > 30 \times 10^{-3} \text{rad.}$ の変形性能を有したと考えられる。

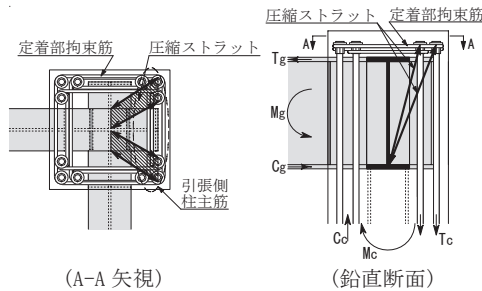


図 9 柱 RC 梁 S 接合部および柱 SRC 梁 S 接合部の抵抗機構

3.3 柱主筋ひずみ

3.3.1 柱 RC 梁 S 接合部

柱 RC 梁 S 接合部試験体における正加力所定時の引張側柱主筋ひずみ ϵ_{C3} , ϵ_{C4} の推移を図 10 に示す。同図によると、せん断補強筋形式の場合、梁鉄骨フランジ下面(仕口面)および柱主筋定着金物近傍のひずみ ϵ_{C3} , ϵ_{C4} は降伏ひずみ ϵ_y を超えず、柱主筋が定着破壊を起こしたと符合する。ふさぎ板形式の場合、梁鉄骨フランジ下面(仕口面)ひずみ ϵ_{C4} は明瞭な塑性ひずみを発現し、柱主筋定着金物近傍のひずみ ϵ_{C3} は降伏ひずみ ϵ_y の 0.8 倍程度に達した。この場合、柱曲げ降伏後、十分な変形性能を有したと符合する。

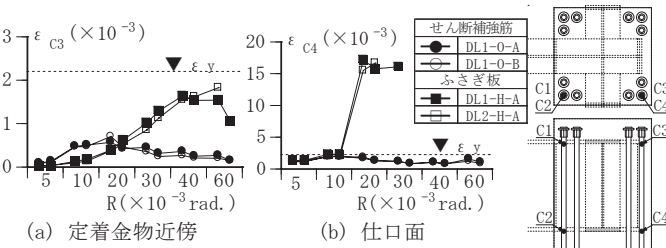


図 10 柱主筋ひずみ ϵ_{C3} , ϵ_{C4} の推移(柱 RC 梁 S 接合部)

3.3.2 柱 SRC 梁 S 接合部

柱 SRC 梁 S 接合部試験体における正加力所定時の引張側柱主筋ひずみ ϵ_{C3} , ϵ_{C4} の推移を図 11 に示す。同図によると、各試験体ともに、梁鉄骨フランジ下面(仕口面)ひずみ ϵ_{C4} は、最大耐力近傍の $R=20 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 時にほぼ降伏ひずみ ϵ_y に達し、定着部近傍の柱主筋ひずみ ϵ_{C3} は ϵ_y の 0.4 倍程度に留まった。すなわち、3.1.2 項で前述した柱曲げ降伏後の柱主筋定着破壊型の破壊形式と符合する。

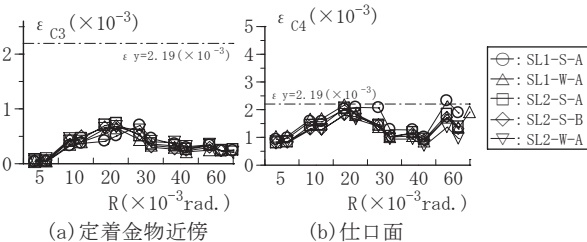


図 11 柱主筋ひずみ ϵ_{C3} , ϵ_{C4} の推移(柱 SRC 梁 S 接合部)

3.4 定着部拘束筋ひずみ

柱 RC 梁 S 接合部試験体、柱 SRC 梁 S 接合部試験体における正加力所定時の定着部拘束筋ひずみ ϵ_{H5} の推移を図 12 に示す。同図によると、柱 RC 梁 S 接合部試験体では、せん断補強筋形式の場合、最大耐力時近傍で降伏ひずみ ϵ_y 近くまで達したが、ふさぎ板形式の場合、せん断補強筋形式と比べて著しく小さい。すなわち、柱主筋定着破壊の防止には、ふさぎ板の横拘束の寄与が大きく、定着部拘束筋の寄与は小さいと考えられる。

柱 SRC 梁 S 接合部試験体の場合、定着部拘束筋鋼種に係わらず、定着部拘束筋ひずみ ϵ_{H5} は、最大耐力 Q_{max} から限界層間変形角 R_{80} の間の $R=30 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 時に降伏ひずみ ϵ_y の近くまで達した。すなわち、定着部拘束筋を 785N/mm^2 級としても、その効果は期待できない。

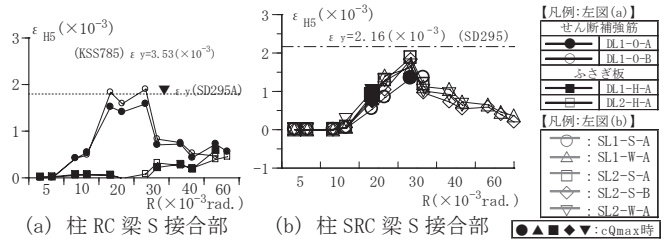


図 12 定着部拘束筋ひずみ ϵ_{H5} の推移(正加力時)

3.5 定着部拘束筋の引張力

せん断補強筋形式による柱 RC 梁 S 接合部、柱 SRC 梁 S 接合部における定着部拘束筋ひずみは、降伏ひずみ ϵ_y 近くまでの進展が期待できる。これは、図 13 に示すように、接合部コンクリートストラットからの水平分力 T_H に起因すると考えられる。また、接合部コンクリートストラットの圧縮力によって、引張側柱主筋の定着金物近傍および仕口面の引張力 T_{Ci} , T_{Cf} が生じると考えられる。

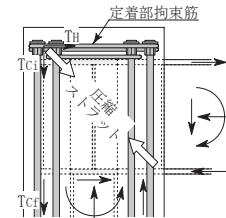


図 13 柱 SRC 梁 S 接合部の抵抗機構

図 14 に、柱 RC 梁 S 接合部、柱 SRC 梁 S 接合部試験体における接合部コンクリートストラットからの水平分力 T_H と引張側柱主筋の柱頭部仕口面の引張力 T_{Cf} の比(T_H/T_{Cf})の推移を示した。 T_{Cf} は柱頭部仕口面の引張側柱主筋の応力 σ_c に全断面積 a_{ct} を乗じた値、 T_H は定着部拘束筋の応力 σ_H に全断面積 A_H を乗じた値であり、 σ_c および σ_H はひずみ測定値より求めた応力である。

同図に示すように、せん断補強筋形式による柱 RC 梁 S 接合部、柱 SRC 梁 S 接合部試験体ともに、柱頭部仕口面の柱主筋が降伏ひずみに達した後、 T_H/T_{Cf} は 0.15 程度に達した。ここで、 $T_H/T_{Cf}=0.15$ は、SD295A の定着部拘束筋の降伏引張力 T_{Hy} と引張側柱主筋の降伏引張力 T_{Cy} の比($T_H/T_{Cf}=0.13$)に概ね一致する。

これらより、本実験で採用した接合部配筋詳細(柱主筋定着長さ比 ℓ_{ac}/d_b 、接合部せん断補強筋比 p_w およびかんざし筋比 p_{jv} (表 1 参照))と同等以上の場合、せん断補強筋形式による柱 SRC 梁 S 接合部では、 $T_{Hy} \geq 0.15 T_{Cy}$ を満足する定着部拘束筋を配置すれば、柱頭部仕口面での柱主筋の引張降伏を保証できると考えられる。

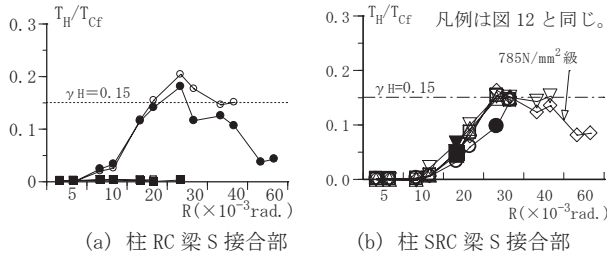


図 14 柱 RC 梁 S 接合部および柱 SRC 梁 S 接合部試験体の T_H/T_{CF} の推移

4. 終局耐力および変形性能の検討

4.1 終局耐力時接合部入力せん断力の算定式

柱 RC 梁 S 接合部、柱 SRC 梁 S 接合部試験体の梁または柱曲げ終局耐力時柱せん断力 Q_{cu} は、RC 造および SRC 造 L 形接合部と同様^{3),5)}、式(1)で算定する。

$$Q_{cu} = \min(cQ_{cu}, cQ_{gu}) \quad (1)$$

ここに、 cQ_{cu} 、 cQ_{gu} ：梁および柱の曲げ終局耐力時柱せん断力

L 形部分架構における柱、梁は、図 15 に示すように、L 形が閉じる正加力時には圧縮軸力、L 形が開く負加力時には引張軸力を受ける。これらの変動軸力は、鉄骨(S)梁の曲げ終局耐力にはあまり影響を及ぼさないが、柱 RC 部の曲げ終局耐力には影響を及ぼすと考えられる^{3),5)}。すなわち、柱 RC 部は、図 16 に示すように、正負加力時の N-M 経路と曲げ終局相関関係の交点として、終局時の軸力 N と曲げモーメント M が求められ、その結果、力の釣合いより、正負加力時の変動軸力を考慮した曲げ終局時柱せん断力 cQ_{cu} が求められる(式(3)、式(5) 参照)。

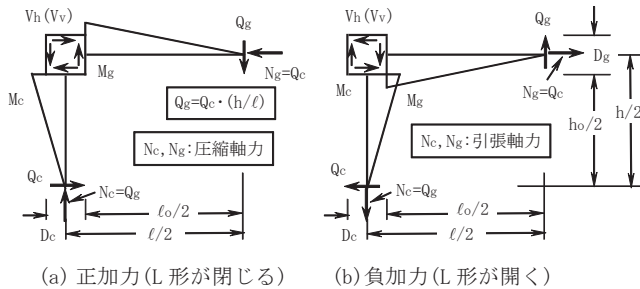


図 15 L 形部分架構の応力状態

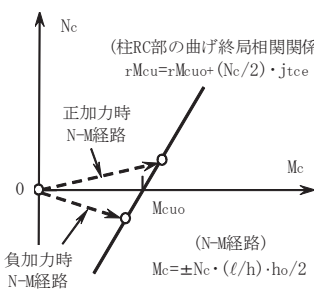


図 16 柱 RC 部の N-M 経路 図 17 L 形柱 RC 梁 S 接合部および柱 SRC 梁 S 接合部の各部諸元

これらより、柱 RC 梁 S 接合部、柱 SRC 梁 S 接合部試験体の cQ_{cu} は式(2)、 cQ_{gu} は式(3)で算定する。

$$cQ_{gu} = (2M_{pg}/\ell_o) \cdot (\ell/h) \quad (2)$$

$$cQ_{cu} = 2(rM_{cuo}/\eta_c + M_{pc})/\ell_o \quad (3)$$

ここに、 M_{pg} ：梁鉄骨の全塑性モーメント

$$rM_{cuo} = 0.9at_c \cdot d_c \cdot \sigma_{ry} \quad (4)$$

：柱 RC 部の基準曲げ終局耐力

$$\eta_c = 1 \mp (j_{tce}/\ell_o) \cdot (\ell/h) \quad (5)$$

$$j_{tce} = (at_c \cdot r_{jtc} + A_{fc} \cdot s_{dc}) / (at_c + A_{fc}) \quad (6)$$

：SRC 柱の等価応力中心距離

(RC 柱では $j_{tce} = r_{jtc}$) (図 17 参照)

$d_c = D_c - C_r$ ：柱 RC 部の有効せい、 D_c ：柱せい

C_r ：引張側柱主筋重心のかぶり厚さ

at_c ：柱引張側主筋の全断面積

A_{fc} ：SRC 柱鉄骨フランジの断面積(RC 柱では $A_{fc} = 0$)

r_{jtc} ：柱両側主筋の重心間距離

σ_{ry} ：柱主筋の降伏強度

$s_{dc} = D_{sc} - t_{fc}$ ：柱鉄骨両側フランジの中心間距離

D_{sc} ：柱鉄骨せい、 t_{fc} ：柱鉄骨フランジの厚さ

M_{pc} ：SRC 柱鉄骨部の全塑性モーメント(RC 柱では $M_{pc} = 0$)

ℓ_o ：内法スパン長、 ℓ ：スパン長

h ：階高、 h_o ：内法階高

式(5)右辺の符号は、L 形が閉じる正加力時には－、L 形が開く負加力時には＋とする。

4.2 接合部せん断終局耐力の算定式

接合部せん断終局耐力時柱せん断力 Q_{pu} は、文献 5) の算定式に準じ、下式で算定する。

$$Q_{pu} = 2V_{pu}/\xi_h \quad (7)$$

$$\xi_h = (h/\ell) \cdot (\ell_o/s_{dg}) - 1 \quad (8)$$

ここに、 $s_{dg} = D_{sg} - t_{fg}$ ：梁鉄骨両側フランジの中心間距離

D_{sg} ：梁鉄骨せい、 t_{fg} ：梁鉄骨フランジの厚さ

接合部せん断終局耐力 V_{pu} は、SRC 計算規準⁷⁾による SRC 造 L 形接合部の V_{pu} に耐力低減係数 α_{wo} を乗じた式(9)で算定する¹⁾。耐力低減係数 α_{wo} は、4.3 節の実験値との適合性を考慮し、ふさが板の場合 $\alpha_{wo} = 1.0$ 、せん断補強筋形式の場合 $\alpha_{wo} = 0.8$ とする。

$$V_{pu} = \alpha_{wo} \cdot \{A_{ce} \cdot (j_{fs} \cdot j_{\delta} + p_{we} \cdot \sigma_{wy}) + 1.2A_{se} \cdot \sigma_{sy}/\sqrt{3}\} \quad (9)$$

$$j_{fs} = \min(0.12F_c, 1.8 + 3.6F_c/100) \quad (10)$$

ここに、 V_{pu} ：接合部のせん断終局耐力

j_{δ} ：柱梁接合部の形状係数(L 形接合部 $j_{\delta} = 1$)

$A_{ce} = (B_c/2) \cdot j_{tco}$ ：接合部コンクリートの有効断面積

$j_{tco} = D_c - 2C_{ro}$ ：柱両側最外縁主筋の中心間距離

B_c, D_c ：柱の幅およびせい

C_{ro} ：柱両側最外縁主筋中心のかぶり厚さ(図 17 参照)

$A_{se} = j_{ts} \cdot t_{wg}$ ：鉄骨接合部パネルの断面積

j_{ts} ：鉄骨接合部パネルの有効長さ

(L 形接合部) $j_{ts} = D_c - \{C_{ro} + \max(C_{ro}, L_s)\}$

L_s ：梁鉄骨の控え寸法

t_{wg} ：梁鉄骨ウェブの厚さ

p_{we} ：等価接合部せん断補強筋比

ふさが板の場合、 $p_{we} = 2t_{sc}/B_c$ 、 t_{sc} ：ふさが板の厚さ

せん断補強筋の場合、 $p_{we} = n_w \cdot a_w / (s_{dg} \cdot B_c)$

a_w ：1 組の接合部せん断補強筋の断面積

n_w : 接合部せん断補強筋の組数
 σ_{wy} : ふさがりまたはせん断補強筋の降伏強度
 σ_{sy} : 梁鉄骨ウェブの降伏強度
 F_c : コンクリートの設計基準強度

4.3 実験値による検証

(1) 検討対象試験体

検討対象試験体は、本実験および既往実験^{8)~10)}による表3のL形柱RC梁S接合部および柱SRC梁S接合部試験体である。同表中には、図18の柱主筋定着形式を併記した¹¹⁾。

表3 検討対象L形接合部試験体の内訳

補強形式	柱主筋 定着方法	破壊形式					凡例	文献
		柱	梁	接	定	計		
補強筋	直線(S)	0	0	0	1	1	□	9)
	プレート定着(P1)	0	0	2	0	2	○	10)
	隅筋フック(H2)	0	0	0	1	1	△	10)
	機械式定着(M)	0	0	0	7	7	●	本実験
	合計	0	0	2	9	11		—
ふさがり板	直線(S)	0	1	0	1	2	■	9)
	全フック(H1)	1	0	1	0	2	◆	8)
	隅筋フック(H2)	0	1	0	1	2	▲	8), 10)
	機械式定着(M)	2	0	0	0	2	●	本実験
	合計	3	2	1	2	8		—

【破壊形式】 柱：柱曲げ破壊，梁：梁曲げ破壊
接：接合部せん断破壊，定：定着破壊

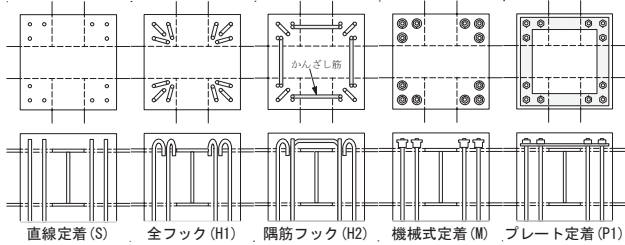


図18 柱主筋の定着形式

せん断補強筋形式の試験体は、柱主筋を直線定着、フック定着、プレート定着、機械式定着とした試験体であり、原論文の荷重—変形関係および破壊状況によると、プレート定着以外の試験体は、すべて柱主筋定着破壊型である。ふさがり板形式の試験体は、直線定着、フック定着、機械式定着とした試験体であり、柱主筋定着破壊型が2体、柱曲げ破壊型が3体、梁鉄骨曲げ破壊型が2体、破壊形式不明が1体(表3中では接合部せん断破壊型と記した)である。

検討対象試験体のコンクリート圧縮強度 σ_B は21~35N/mm²、柱主筋降伏強度 σ_y は382~449N/mm²であり、鋼種はいずれもSD345またはSD390である。柱主筋定着長さ ℓ_{ac} は、図19に示すように、直線定着(3体)を除き、下式のRC構造計算規準17条¹²⁾に準拠した必要定着長さ ℓ_{ab} を概ね上回る。

$$\ell_{ab} = \alpha \cdot S \cdot \sigma_t \cdot d_b / (10f_b) \quad (11)$$

ここに、 $f_b = (\sigma_B/40) + 0.9$: 付着割裂の規準となる強度(N/mm²)

σ_B : コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

σ_t : 短期許容引張応力度(N/mm²)

S : 必要定着長さの修正係数

α : 柱梁接合部コアの拘束度合いの影響係数

式(11)中の必要定着長さの修正係数Sは、直線定着長さの場合1.25、それ以外の場合0.7とした。また、影響係数 α は、実験値との適合性を考慮し、ふさがり板形式の場合 $\alpha=1.0$ 、せん断補強筋形式の場合 $\alpha=1.25$ とした。

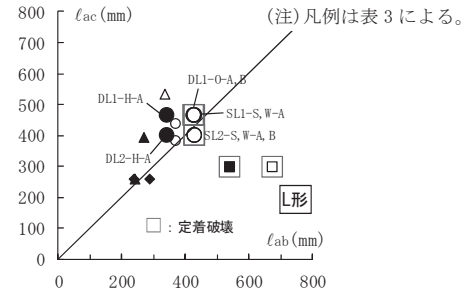


図19 検討対象試験体の ℓ_{ac} — ℓ_{ab} 関係

(2) 終局耐力の検討結果

本実験試験体の計算値と実験値の一覧を表4、 Q_{max}/Q_{cu} — Q_{pu}/Q_{cu} 関係を図20に示す。 Q_{max} は正負加力時最大耐力実験値、 Q_{cu} は梁または柱曲げ終局耐力時柱せん断力、 Q_{pu} は接合部せん断終局耐力時柱せん断力であり、表4に示すように、本実験試験体の Q_{cu} は、すべて柱曲げ終局耐力時柱せん断力で決定した。

表4 本実験試験体の計算値と実験値の一覧

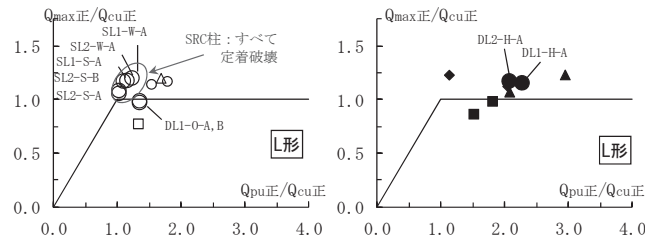
試験体	計算値						実験値					
	cQ_{gu} (kN)		cQ_{cu} (kN)		Q_{pu} (kN)		Q_{max} (kN)		R_{80} 正 $\times 10^{-3}$		Q_{max}/Q_{cu}	
	正	負	正	負	正	負	正	負	正	負	正	負
DL1-0-A	374	299	247	398	1.33	1.61	1.11	298	240	23	0.99	0.97
DL1-0-B	374	299	247	398	1.33	1.61	1.11	293	239	25	0.98	0.97
DL1-H-A	374	299	247	675	2.26	2.73	1.38	348	278	100	1.16	1.13
DL2-H-A	365	289	240	593	2.06	2.47	1.19	341	267	100	1.18	1.11
SL1-S-A	374	369	331	398	1.08	1.20	1.10	435	377	39	1.18	1.14
SL1-W-A	374	328	290	398	1.21	1.37	1.10	396	357	40	1.21	1.23
SL2-S-A	365	357	321	359	1.01	1.12	0.95	380	326	38	1.06	1.02
SL2-S-B	365	357	321	359	1.01	1.12	0.95	389	340	42	1.09	1.06
SL2-W-A	365	317	281	359	1.13	1.28	0.95	376	330	46	1.19	1.17

(注) $Q_{cu} = \min(cQ_{cu}, cQ_{gu})$, Q_{max} : 最大耐力実験値, R_{80} : 限界層間変形角実験値
その他の記号の定義は、4.1節、4.2節による。

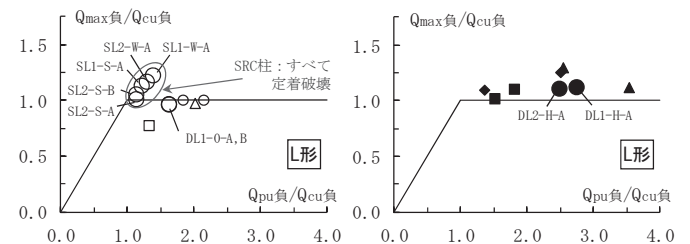
(注) 凡例は表3による。

(せん断補強筋形式)

(ふさがり板形式)



(a) $Q_{max} \text{ 正} / Q_{cu} \text{ 正} - Q_{pu} \text{ 正} / Q_{cu} \text{ 正}$ 関係



(b) $Q_{max} \text{ 負} / Q_{cu} \text{ 負} - Q_{pu} \text{ 負} / Q_{cu} \text{ 負}$ 関係

図20 $Q_{max}/Q_{cu} - Q_{pu}/Q_{cu}$ 関係

表4、図20に示すように、本実験では、正負加力時ともに、せん断補強筋形式による機械式定着の柱RC梁S接合部試験体の最大耐力実験値 Q_{max} は計算耐力 Q_{cu} と同程度であり、柱SRC梁S接合部試験体の実験値 Q_{max} は、いずれも計算耐力 Q_{cu} を上回った。また、ふ

さぎ板形式による機械式定着の柱 RC 梁 S 接合部試験体の実験値 Q_{max} は、いずれも計算耐力 Q_{cu} を上回った。

既往実験では、せん断補強筋形式のプレート定着および隅筋フック定着、ならびにふさぎ板形式の全フック定着および隅筋フック定着の場合、正負加力時の実験値 Q_{max} は計算耐力 Q_{cu} を概ね上回った(表 3 参照)。また、せん断補強筋形式、ふさぎ板形式ともに、直線定着によると、正加力時 Q_{max} は Q_{cu} と同程度か下回った。

(3) 変形性能の検討結果

$R_{80}-Q_{pu}/Q_{cu}$ 関係を図 21 に示す。同図中には、靱性保証型指針¹³⁾による RC 柱の終局限界状態の部材角目安値(1/67)を 2 倍した $R=3/100$ を破線で示した。同図によると、本実験のせん断補強筋形式による機械式定着柱 RC 梁 S 接合部試験体の正負加力時 R_{80} は $3/100$ を下回り、柱 SRC 梁 S 接合部試験体の正負加力時 R_{80} は $3/100$ を上回った。また、ふさぎ板形式による機械式定着柱 RC 梁 S 接合部試験体の正負加力時 R_{80} は $3/100$ を上回った。

既往実験では、せん断補強筋形式のプレート定着、ならびにふさぎ板形式の全フック定着および隅筋フック定着の場合、正負加力時の R_{80} は $3/100$ を上回った。また、せん断補強筋形式およびふさぎ板形式の直線定着、ならびにせん断補強筋形式の隅筋フック定着の場合、正負加力時の R_{80} は $3/100$ 程度である。

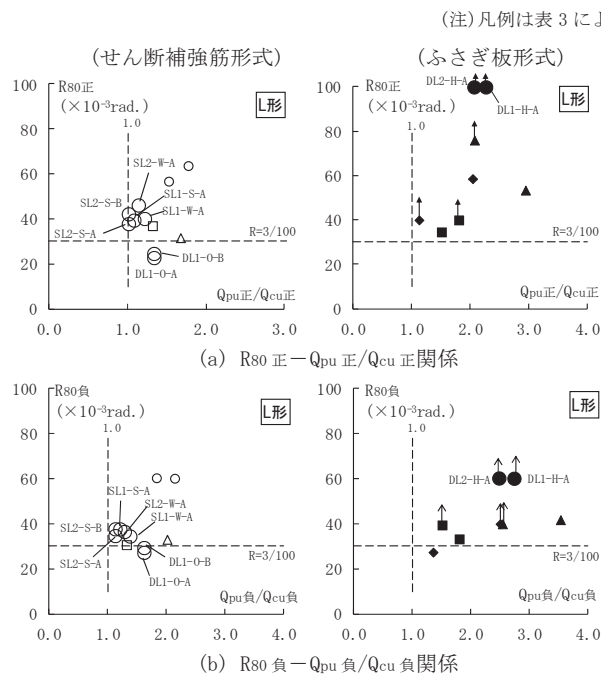


図 21 $R_{80}-Q_{pu}/Q_{cu}$ 関係

5. まとめ

本論文では、機械式定着による最上階 L 形柱 RC 梁 S 接合部および柱 SRC 梁 S 接合部の実験を行い、本実験および既往実験による終局耐力および変形性能を検討した結果、以下の知見を得た。

- 1) せん断補強筋形式の柱 RC 梁 S 接合部の場合、機械式定着によると、定着部拘束筋を配置しても、柱頭部での柱曲げ降伏後、十分な変形性能を確保することは難しい。
- 2) ふさぎ形式の柱 RC 梁 S 接合部の場合、機械式定着としても、柱頭部での柱曲げ降伏後、限界層間変形角実験値 R_{80} が $30 \times$

10^{-3}rad. 以上の変形性能を確保できる。

- 3) せん断補強筋形式の柱 SRC 梁 S 接合部の場合、内蔵鉄骨の存在によって、柱主筋定着破壊の発生時期が遅延し、柱頭部での柱曲げ降伏後、 R_{80} が $30 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 以上の変形性能を確保できる。
- 4) 機械式定着の場合、柱主筋の定着長さ l_{ac} を式(11)の必要定着長さ l_{ab} 以上とし、 $Q_{pu}/Q_{cu} > 1.0$ とすれば、せん断補強筋形式の柱 SRC 梁 S 接合部およびふさぎ板形式の柱 RC 梁 S 接合部は、設計で保証すべき終局耐力および変形性能を有する。

謝辞

本実験は、JFE 条鋼(株)の開発実験として行ったものであり、ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混合構造の設計と施工，2001
- 2) 益尾潔，足立将人：機械式定着による RC 造 T 形柱梁接合部の構造性能，日本建築学会構造系論文集，第 627 号，pp. 819-826，2008. 5
- 3) 益尾潔，井上寿也，岡村信也：機械式定着工法による RC 造 T 形および L 形柱梁接合部の終局耐力に関する設計条件，日本建築学会構造系論文集，第 590 号，pp. 95-102，2005. 4
- 4) 足立将人，田川浩之，益尾潔：機械式定着工法による SRC 造 T 形柱梁接合部の構造性能に関する実験的研究，JCI 年次論文報告集，Vol. 30，No. 3，pp. 1381-1386，2008. 7
- 5) 益尾潔，田川浩之，足立将人：機械式定着による SRC 造 T 形および L 形柱梁接合部の終局耐力に関する設計条件，日本建築学会構造系論文集，第 637 号，pp. 543-550，2009. 3
- 6) 益尾潔，田川浩之，山下利法，小寺耕一郎，丸山透：機械式柱主筋外定着による RC 造 L 形柱梁接合部の構造性能一統報 1，2，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ，pp. 531-534，2012. 9
- 7) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2001
- 8) 中江晃彦，安倍勇，早川邦夫，細矢博，平野晋，舟山勇司：柱 RC，梁 S から成る構造物の部分架構実験(その 4)，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造，pp. 1881-1882，1992. 8
- 9) 磯雅人，小澤潤治，山本俊彦，豊嶋学：RC 柱・S 造はりで構成される合成架構に関する研究(その 4)，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造，pp. 945-946，1995. 8
- 10) 渡邊一弘，稲生雅史，浜田公也：柱 RC 梁 S 最上階 L 字形柱梁接合部の実験的研究，その 1，その 2，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅲ，pp. 1421-1424，2012. 9
- 11) 渡邊一弘，稲生雅史，浜田公也，益尾潔：柱 RC 梁 S 最上階柱梁接合部における柱主筋の定着に関する検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅲ，pp. 1313-1316，2010. 9
- 12) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010
- 13) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1997
- 14) 市岡有香子，足立将人，田川浩之，堂下航，益尾潔：L 形柱 SRC 梁 S 接合部の構造性能(その 1，その 2)，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅲ，pp. 1297-1300，2011. 8

(2012年11月6日原稿受理，2013年4月12日採用決定)